



EUBAU DER KÖNIGL.  
 ANATOMIE IN MÜN-  
 CHEN \* ARCH.: HEIL-  
 MANN & LITTMANN \*  
 ENTWURF U. AUSFÜH-  
 RUNG DER EISENBE-  
 TON - KONSTRUKTION:  
 EISENBETON - GESELL-  
 SCHAFT M. B. H., MÜN-  
 CHEN. \* BLICK IN DEN  
 PRÄPARIER - SAAL \* \*  
 DEUTSCHE  
 BAUZEITUNG \* MIT-  
 TEILUNGEN ÜBER ZE-  
 MENT, BETON- UND  
 EISENBETONBAU. \* \*  
 V. JAHRGANG 1908, NO. 2.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER

### ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\* \* \* \* \*

UNTER MITWIRKUNG \* DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-  
\* \* FABRIKANTEN \* UND \* DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS \* \*

V. JAHRGANG 1908.

No. 2.

#### Der Neubau der kgl. Anatomie in München. (Fortsetzung.)

Architekten: Heilmann & Littmann, Entwurf und Ausführung der Eisenbeton-Konstruktion:  
Eisenbeton-Gesellschaft m. b. H. in München. (Hierzu eine Bildbeilage sowie die Abbildungen S. 12.)



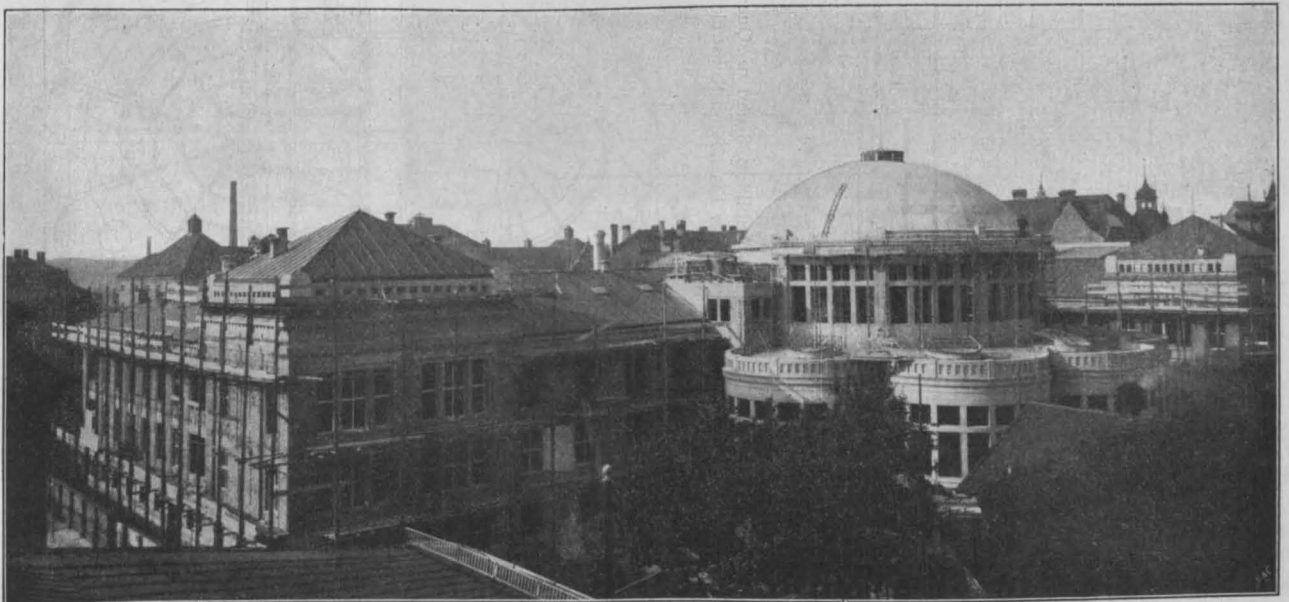
Wie schon erwähnt wurde, sind sämtliche Säulen, Träger, Decken und Dächer des Gebäudes in Eisenbeton ausgeführt worden, und da, namentlich am Mittelbau, auch nach außen, die Eisenbeton-Konstruktion unverkleidet blieb, so erhielt der ganze Bau den Charakter eines reinen Beton- und Eisenbeton-Baues. Die Verschiedenartigkeit der Konstruktionen gab dabei Gelegenheit, die vielseitige Verwendbarkeit des Eisenbetons auszunutzen. Wie leicht und zweckentsprechend sich dies ausführen ließ, dürfte allein schon aus dem Schnitt durch den Mittelbau (Abbildg. 8) und den Grundriß (Abbildg. 9) ersichtlich sein, in welchen die Eisenbeton-Konstruktionen durch Schwarz hervorgehoben sind. Was außerdem durch eine solche einheitliche Bauweise bei einem großen Neubau erreicht wird, das ist der ruhige und rasche Baubetrieb, während es bei der Verwendung verschiedenartiger Bauweisen ohne gegenseitige Hinderung kaum abgeht.

Die große Verschiedenheit der Konstruktionen verlangte in jedem Fall sorgfältige Prüfung der zweckmäßigsten Ausbildung und genaue statische Untersuchung und nicht bloß die Verwendung eines „Systemes“. Für die Berechnung der Material-Beanspruchungen waren dabei die Normen der „Vorläufigen Leitsätze für Eisenbeton“ maßgebend. Als größte Beton-Beanspruchung wurde demnach  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$  fest-

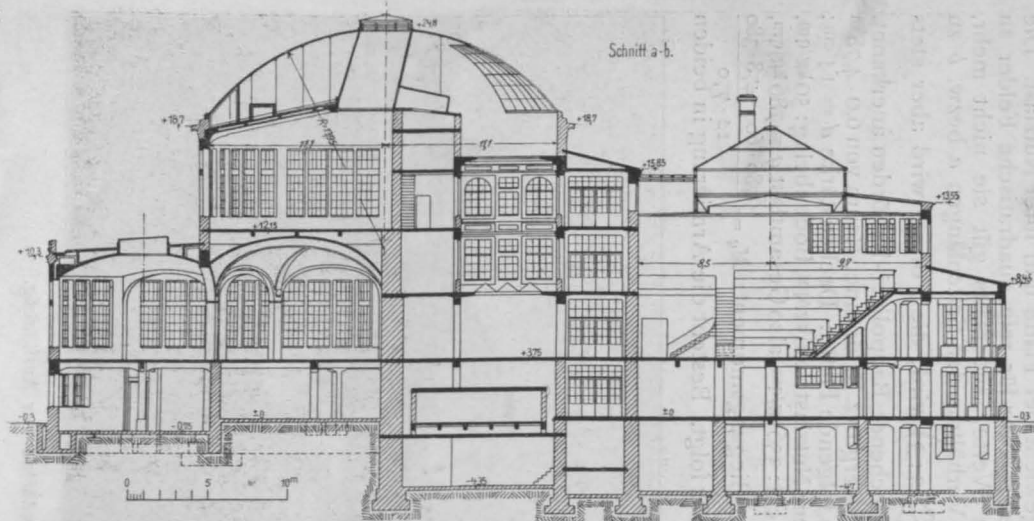
gesetzt, als Zugbeanspruchung im Eisen  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ . Wie aus den Abbildgn. 9 und 10 zu ersehen ist, sind die kleinen Räume überdeckt worden mit allgemein bekannten Decken- und Trägerkonstruktionen; es sind frei aufliegende Platten oder kontinuierlich zwischen die Träger gespannte Decken, welche in diesem Falle mit großen Vouten an die Träger anschließen, um damit zugleich eine günstige architektonische Wirkung zu erzielen. Für die Berechnung von quadratischen Platten, wie sie über quadratischen oder wenigstens annähernd quadratischen Räumen zur Anwendung kamen, ist das Biegemoment für die Diagonale der Platte nach der Formel:  $M_q = \frac{q \cdot a \cdot b \cdot c}{12 \cdot d}$  aufgestellt, wo-

bei  $a$  und  $b$  die Spannweiten,  $c$  die Senkrechte aus einer Ecke auf die Diagonale und  $d$  diese selbst bedeuten;  $q$  ist die gleichmäßig verteilte Belastung, bestehend aus Eigengewicht der Platte und ihrer Nutzlast. Die Formel liefert zwar für rein quadratische Felder zu ungünstige Werte, anderseits gilt sie nicht mehr, wenn das Verhältnis der Seitenlängen  $a$  bzw.  $b$  zu ungleich ( $\geq 2:3$ ) wird; die Formel wird aber stets

von den Münchener Baupolizei-Behörden anerkannt. Diese Formel ergibt z. B. für einen Raum von  $6,0 \cdot 4,78 \text{ m}$  Lichtweite folgende Platte: Deckenstärke  $d = 14 \text{ cm}$ ; Belastungen: Nutzlast:  $400 \text{ kg/qm}$ , Bodenbelag:  $50 \text{ kg/qm}$ , Eigengewicht:  $336 \text{ kg/qm}$ , also Gesamtlast  $q = 786 \text{ kg/qm}$ , woraus das Biegemoment:  $M_q = \frac{786 \cdot 600 \cdot 478 \cdot 380}{12 \cdot 770} = 92\,500 \text{ cmkg}$  folgt. Besteht die Armierung in beiden



Abbildg. 19. Ansicht des Baues von der Nordseite während der Ausführung.



Schnitt a-b.

Abbildn. 8 und 9. Querschnitt und Grundriß  
mit Eintragung der Eisenbeton-Konstruktionen (schwarz) und Kassettendecken.

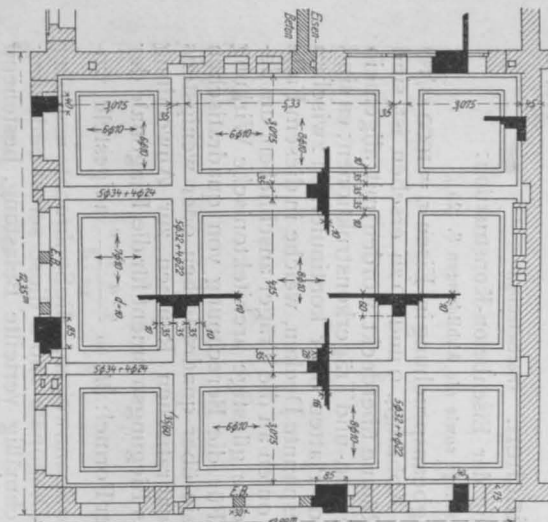
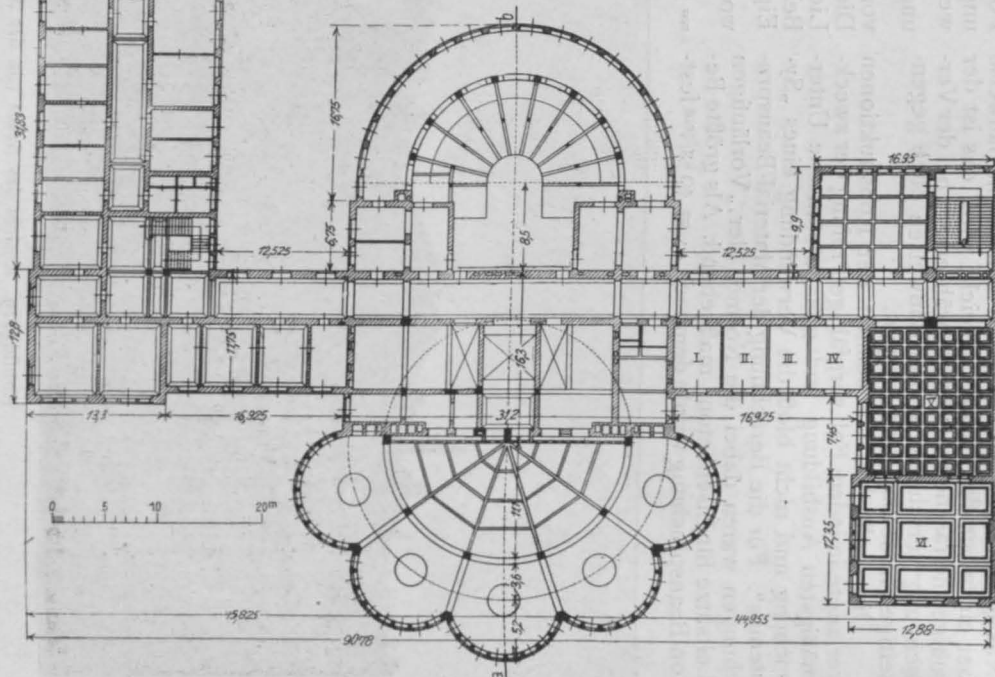


Abb. 11.  
Decke  
über  
Raum VI.

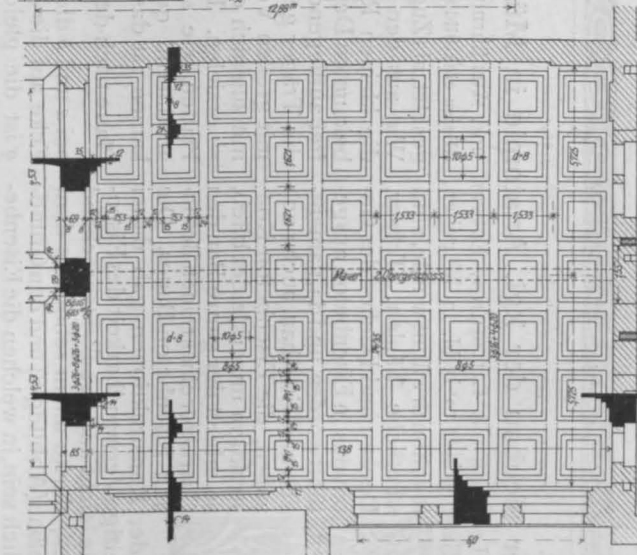
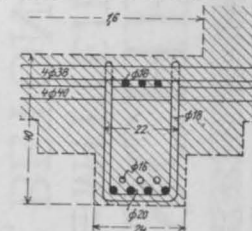
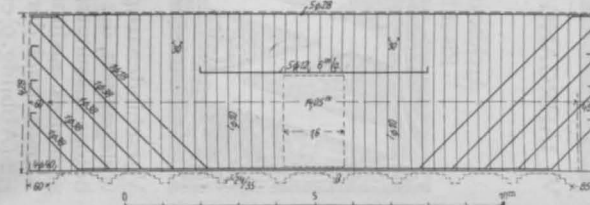


Abb. 10. Decke über Raum I-IV.

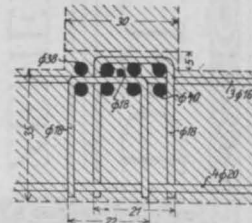
Abb. 12.  
Kasset-  
tendecke  
über  
Raum V.



Abbildn. 15a u. b.  
Längs- und Querschnitt,  
bei a) in Abbild. 14.



Abbild. 14.  
Mauerträger  
über Raum VI.  
(Vergl. auch  
Abbild. 12.)





Richtungen aus je 9 Runden Eisen von 10 mm Durchmesser, so ergeben sich als Beanspruchung für den Beton 33,20 kg/qcm, für das Eisen 830 kg/qcm. Wie ökonomisch die Ausführung von quadratischen Platten mit Armierung nach 2 Richtungen ist, geht aus nachstehendem Vergleiche hervor. Würde man denselben Raum mit einer gewöhnlichen, frei aufliegenden Platte mit einfacher Armierung überdecken, so wäre bei sonst gleichen Verhältnissen eine Deckenstärke von  $d=20\text{ cm}$  und eine Armierung auf 1 m Deckenbreite von 10 Runden zu je 15 mm Durchmesser nötig.

Sehr günstig in der Konstruktion und architektonisch wirkungsvoll sind die großen Kassettendecken, deren Anordnung aus Abbildungen 2, 11, 12 und 13 ersichtlich ist. Sie überdecken Räume von 12 und 14 m l. W. und machen den Eindruck einer Decke ohne eigentliche Träger. Je nach Größe der Entfernung von Rippe zu Rippe wurden die Decken als Ganzes quadratisch berechnet und die auf eine Feldbreite entfallende Eisen-Einlage in der betreffenden Rippe vereinigt, so daß jede Rippe für sich in jeder Richtung einen Plattenbalken bildet. Waren die Rippenabstände zu groß, so wurden die Rippen in Richtung der kleineren Spannweite als Plattenbalken ausgebildet, während die Rippen senkrecht dazu bloß zwischen die ersten gespannt wurden. In beiden Fällen wurde die Deckenplatte je eines Feldes quadratisch ausgebildet, so daß nur Deckenstärken von 6 cm nötig wurden.

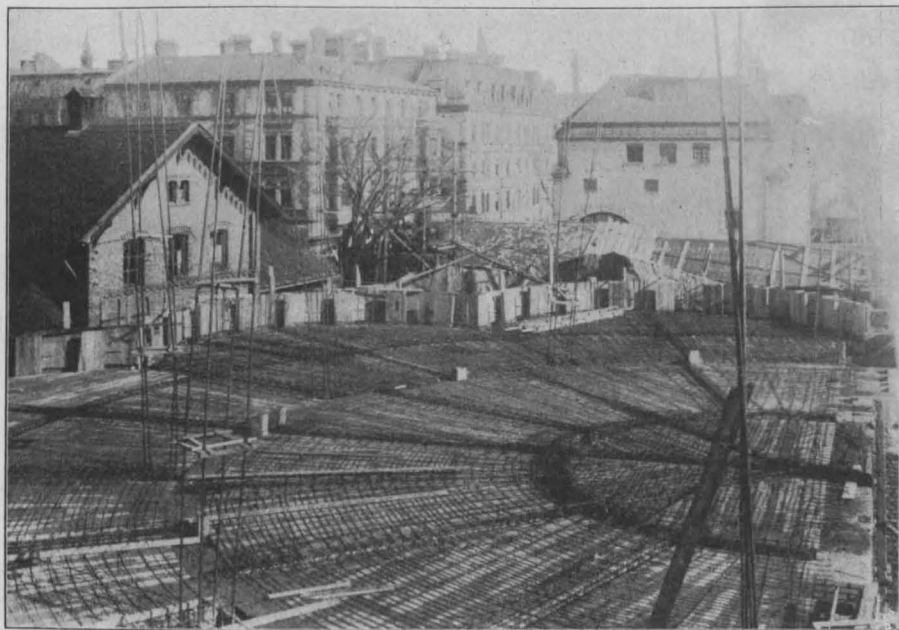
Durch das Fehlen von Unterstützungen in der Vorhalle wurde eine besondere Konstruktion notwendig zur Aufnahme der Lasten der großen Kassettendecke, sowie zum Abfangen von Mauern und Deckenträgern.

Zu diesem Zwecke wurde eine 30 cm starke Wand in dem 4,20 m hohen Raum als Träger ausgebildet und an diesen die Kassettendecke aufgehängt. Die Spannweite beträgt 14,05 m und das aufzunehmende Biegemoment  $M=35\,500\,000\text{ cmkg}$ . In den Abbildungen 14 und 15 ist die Armierung des Trägers, sowie in Abbildung 16 die Herstellung des Trägers und die Schalung der Kassettendecke ersichtlich. Die Armierung ist eine doppelte, um die Druckbeanspruchungen des Betons zu ermäßigen; die Eiseneinlage auf der unteren Seite hat 98 qcm, die obere Armierung 30 qcm Querschnitt; damit ergeben sich folgende Beanspruchungen: Beton 35 kg/qcm, Eisen unten 955 kg/qcm (Zug), oben 510 kg/qcm (Druck). In den halbkreisförmigen Vorbauten sind unter dem Präpariersaal und dem Hörsaal die Decke mit strahlenförmig verlegten Trägern ausgebildet. Vergl. Abbilg. 2 und die Herstellung einer solchen Decke (Abbildg. 17).

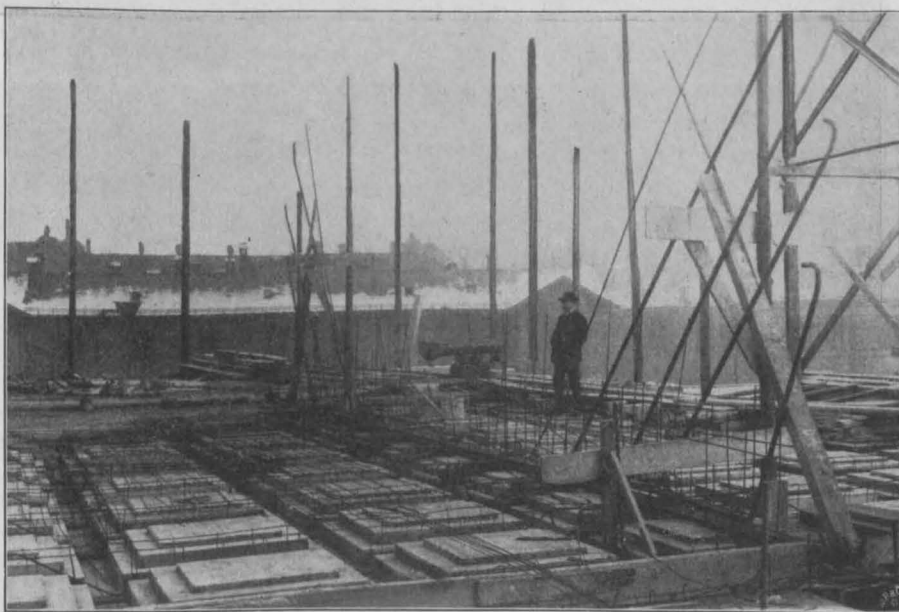
Bei den fünf, dem nördlichen Mittelbau vorgelagerten Apsiden, sowie am Fußring der großen Kuppel, kamen ringförmig gekrümmte Träger zur Ausführung, deren Berechnung auf Grund von Formeln erfolgte, wie sie s. Zt. in der „Deutschen Bauzeitung“<sup>\*)</sup>

<sup>\*)</sup> Vergl. Jahrgang 1905 S. 357. Zur Theorie der seitlich gekrümmten Träger.

veröffentlicht worden sind. Die verwendeten Formeln stimmen zwar nicht ganz mit den dortigen überein, da sich in der Ableitung der letzteren ein Irrtum befindet. Die richtig gestellten Formeln, nach denen die Träger berechnet wurden, sind nachstehend wiedergegeben. Es bedeuten:  $b$  die Trägerbreite,  $h$  die Trägerhöhe,  $r$  den Krümmungshalbmesser,  $\eta = 1 + \frac{h^2}{b^2}$ ,  $p$  = Belastung für 1 lfdm,  $M_0$  das Moment in Trägermitte,  $M_A$  das Einspannungs- und  $\mathfrak{M}_A$  das Verdrehungsmoment an den durch die radialen Träger festgehaltenen



Abbildg. 17. Ausführung der Decke unter dem Präpariersaal.



Abbildg. 16. Ausführung der Kassettendecke und des Trägers über der Vorhalle.

Enden,  $\alpha$  den halben Winkel dieser radialen Träger (vgl. Grundriß Abbildg. 9). Dann ist das Mittel-Moment:

$$M_j = pr^2 \left( -1 + 4 \cdot \frac{(12 + 9 \cdot \eta) \sin \alpha - 9 \cdot \eta \cdot \alpha \cdot \cos \alpha}{(12 - 9 \cdot \eta) \sin 2\alpha + 2\alpha(12 + 9 \cdot \eta)} \right),$$

Einspannungs-Moment:  $M_A = M_0 \cdot \cos \alpha - pr^2 (1 - \cos \alpha)$ ,  
Torsions-Moment:  $\mathfrak{M}_A = M_0 \cdot \sin \alpha - pr^2 (\alpha - \sin \alpha)$ .

Mit diesen Momenten wurden sodann die Armierungen bestimmt, wie dies bei gewöhnlichen Trägern geschieht.

In den Abbildgn. 18 und 19 ist noch ein Blick in den im Rohbau fertiggestellten Präpariersaal und auf die Nordfront des Baues während der Herstellung wiedergegeben. —

(Schluß folgt.)

## Ueber die Vorschriften für Eisenbetonbauten.

Von Prof. Emil Mörsch in Zürich.

### 1. Die preussischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907.

**D**ie im April 1904 erlassenen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ enthielten verschiedene Vorschriften, die von den Unternehmern als lästig und drückend empfunden wurden, um so mehr, als

Bestimmungen vom praktischen Standpunkt aus etwas näher erörtert werden.

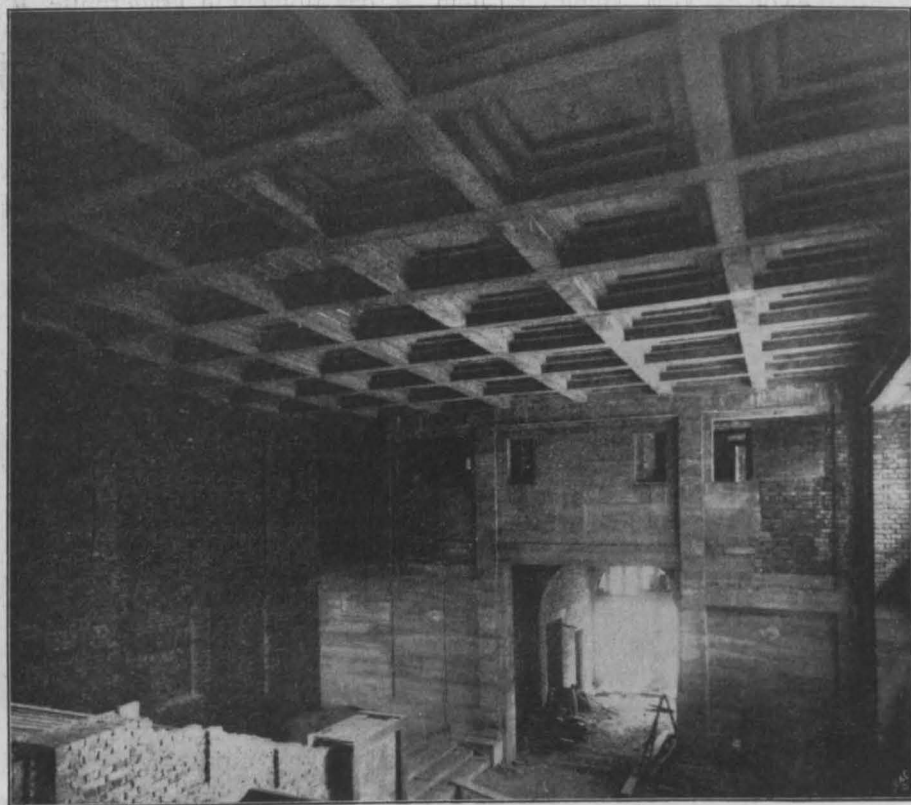
Die allgemeinen Vorschriften über Prüfung, Ausführung und Abnahme sind gegen früher beträchtlich umfangreicher geworden. Im Abschnitt I A, Prüfung, ist die Forderung neu hinzugekommen, daß der Unternehmer die Druckfestigkeit der Probewürfel zum voraus anzugeben hat. Die Größe der Würfel war in den alten Vorschriften zu 20 oder 30 cm je nach Größe des Zuschlagsmaterials angegeben, ist aber nun durchweg zu 30 cm vorgeschrieben. Kleinere Würfel von etwa 20 cm wären jedenfalls bequemer und würden auch den im Eisenbetonbau vorkommenden Stärken gedrückter Bauteile eher entsprechen.

Der unverständliche Passus über das Mischen des Betons nach Gewichtseinheiten ist geblieben. Diese Methode mag im Laboratorium ihre Berechtigung haben, auf der Baustelle aber liefern die durch das Gewicht bestimmten Mengen von Sand und Kies infolge des wechselnden Feuchtigkeitsgehaltes ein unsicheres Ergebnis. Außerdem fehlt zunächst den Ausführenden der Maßstab für zweckmäßige Mischungs-Verhältnisse nach Gewichts-Einheiten. Diese Mischungs-Verhältnisse müßten dann auch mit dem spezifischen Gewicht des Zuschlagsmaterials wechseln, denn man wird z. B. nicht 1 cbm Basaltgrus und -Kleinschlag mehr Zement zusetzen wollen als der gleichen, aber leichteren Raummenge Sand und Kalksteinen. Wenn dann weiterhin gesagt ist, daß die Zuschläge auch in Gefäßen zugemessen werden können, so ist man praktisch wieder bei der sonst gebräuchlichen Methode der Mischung nach Raumteilen angelangt. Warum das Gewicht der Zementeinheit, d. h. des Sackes zu 57 kg angegeben ist, kann ich mir nicht erklären, denn nach meinen bisherigen Erfahrungen enthalten die Säcke der meisten Fabriken 50 kg Zement.

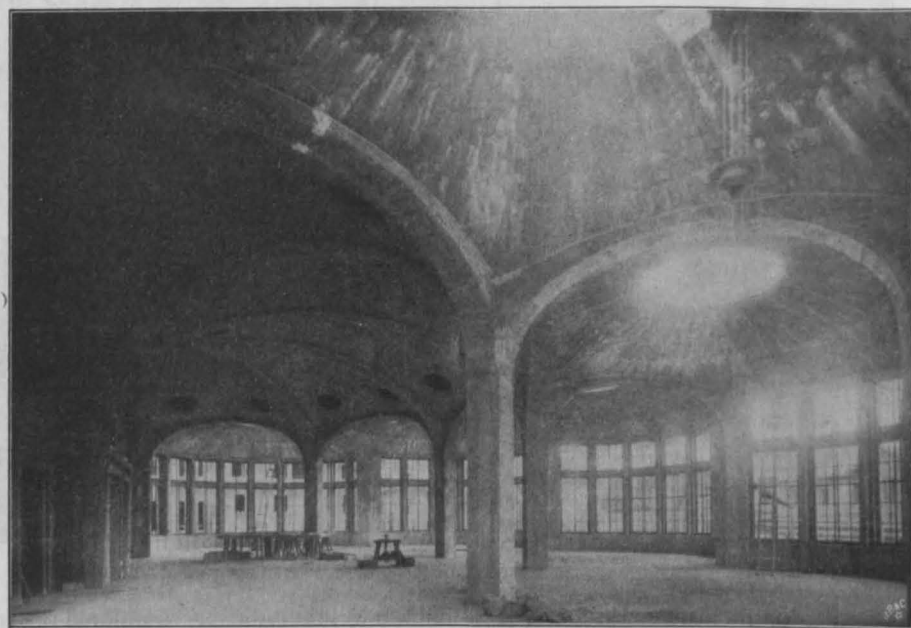
Die Mischung nach Raumteilen ist gewiß auch nicht ideal, denn der Zement läßt sich locker oder fest in das Maßgefäß einfüllen. Deshalb erscheint die in Frankreich und der Schweiz übliche Methode als die beste, wonach das Mischungsverhältnis in so und soviel kg Zement auf den cbm Kies und Sand angegeben wird, wobei die Mengen Kies und Sand auch wieder getrennt angegeben werden können. Auf diese Art sind Streitigkeiten über das Einfüllen des Zementes von vornherein ausgeschlossen und die Kontrolle wird bedeutend erleichtert.

Auffallend ist das Fehlen der Angabe eines äußersten Falles noch einzuhaltenden Mindestgehaltes an Zement, worauf in den „Leitsätzen“ besonderer Wert gelegt ist. Man darf diesen Umstand als einen Mangel der Bestimmungen bezeichnen, namentlich da sie auf der anderen Seite besondere Sicherheiten für den Rostschutz verlangen und dieser anerkanntermaßen doch nur bei genügendem Zementgehalt wirklich gewährleistet wird.

Im Abschnitt I B, Ausführung, ist die frühere Vorschrift, daß durchgehende Wände in ihrer ganzen Länge



Abbildg. 13. Vorhalle während der Ausführung.



Abbildg. 18. Blick in den Präpariersaal nach Fertigstellung des Rohbaues.  
Der Neubau der kgl. Anatomie in München.

in den amtlichen Bestimmungen die im Entwurf (der später nur geringe Abänderungen erfuhr) schon vorher veröffentlichten „Leitsätze“ des „Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“ und des „Deutschen Betonvereins“, anscheinend unbeachtet, geblieben waren. Die neuen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 haben hinsichtlich der Ausführung zwar die am meisten angefochtenen Punkte geändert, auf der anderen Seite aber wieder neue einschränkende Vorschriften gebracht. Im Folgenden sollen die Änderungen gegenüber den alten

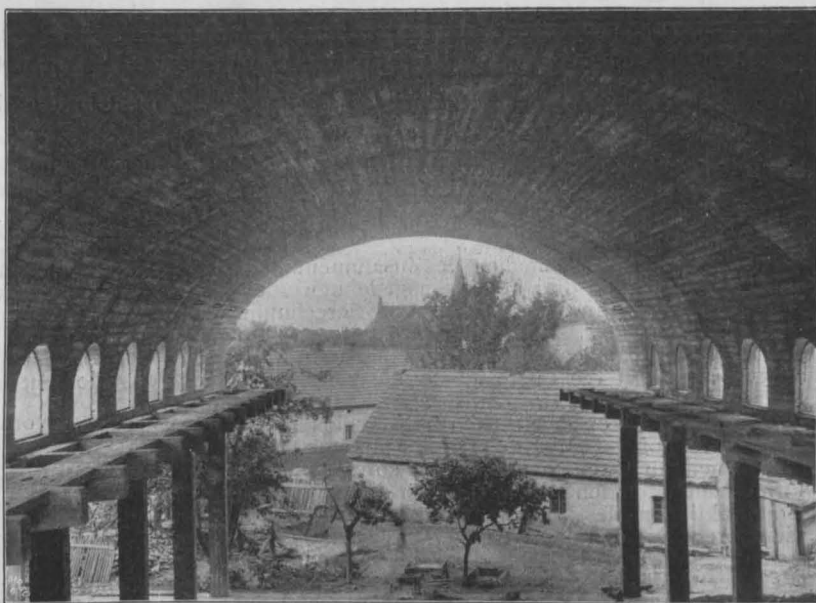


in Angriff zu nehmen und gleichmäßig hochzuführen seien, weggefallen; ebenso fehlt die Erwähnung des erdfeuchten Betons, der bei Eisenbetonbauten nicht verwendbar ist. Die neu hinzugekommenen Bestimmungen über Mischen und Verarbeitung des Betons, sowie über die Behandlung der Eiseneinlagen müssen als durchaus zweckentsprechend bezeichnet werden. Eine Erleichterung gegenüber den alten Vorschriften ist darin eingetreten, daß jetzt mit der Herstellung von Wänden und Pfeilern in einem oberen Geschoß schon nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den unteren Stockwerken begonnen werden darf, während früher eine vorherige Abnahme des darunter liegenden ganzen Geschosses erforderlich war.

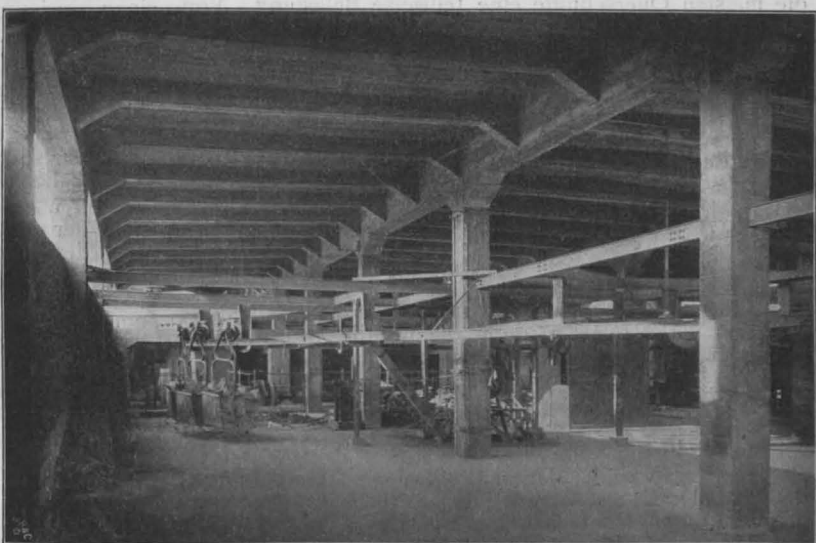
Die Ausschaltungsfristen sind für die Seitenflächen der Balken, die Säulen und die Deckenplatten von 3 auf 8 Tage und für die Stützung der Balken von 2 auf 3 Wochen verlängert worden. Wenn auch im Interesse der Sicherheit der Bauausführung diese Maßregel zu begrüßen ist, so wäre doch für die Ausrüstung der Seitenwände der Trägerrippen eine kürzere Zeit erwünscht.

Im Abschnitt I C., Abnahme, ist neu hinzugekommen, daß Probelastungen erst nach 45 tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizei-Behörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden sollen. Ferner ist die Höhe der Probelastung (Auflast  $0,5 g + 1,5 p$ ) von der doppelten auf die  $1\frac{1}{2}$  fache Gesamtlast heruntergesetzt. Bei Belastung eines mindestens  $1\text{ m}$  breiten Streifens ist die Probelast von der dreifachen auf die doppelte Gesamtlast ermäßigt (Auflast  $g + 2 p$ ). Für Nutzlasten über  $1000\text{ kg/qm}$  können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Bezüglich der Probelastung von Stützen ist auf die Unzulässigkeit von Ueberschreitungen in der Beanspruchung des Baugrundes und von ungleichmäßigen Setzungen der Bauteile aufmerksam gemacht. Der letztere Hinweis ist durchaus nicht überflüssig, denn mir ist der Fall bekannt, daß eine staatliche Eisenbahnverwaltung in den Bedingungen für ein Lagerhaus die probeweise Belastung der Säulen mit der fünffachen Nutzlast vorschrieb, was eine Beanspruchung des sandigen Untergrundes von  $10\text{ kg/qcm}$  und einen Bedarf an Belastungsmaterial von  $460\text{ t}$  zur Folge gehabt hätte. Zu begrüßen ist ferner das Wegfallen der eigentümlichen Bemerkung über die Probelastung eines aus einem Deckenfelde herausgelösten Streifens; denn bei einer vollständigen Eisenbetondecke mit Rippen wäre das Herausmeißeln eines Deckenstreifens gleichbedeutend mit einer Zerstörung der Konstruktion, da der Träger seiner Druckgurtung beraubt würde. Wenn man die zulässigen Beanspruchungen einerseits genau vorschreibt, ist man andererseits mit der Höhe der Probelast an gewisse Grenzen gebunden, der Betrag  $0,5 g + 1,5 p$  kann noch ohne Schädigung der Konstruktion aufgebracht werden.

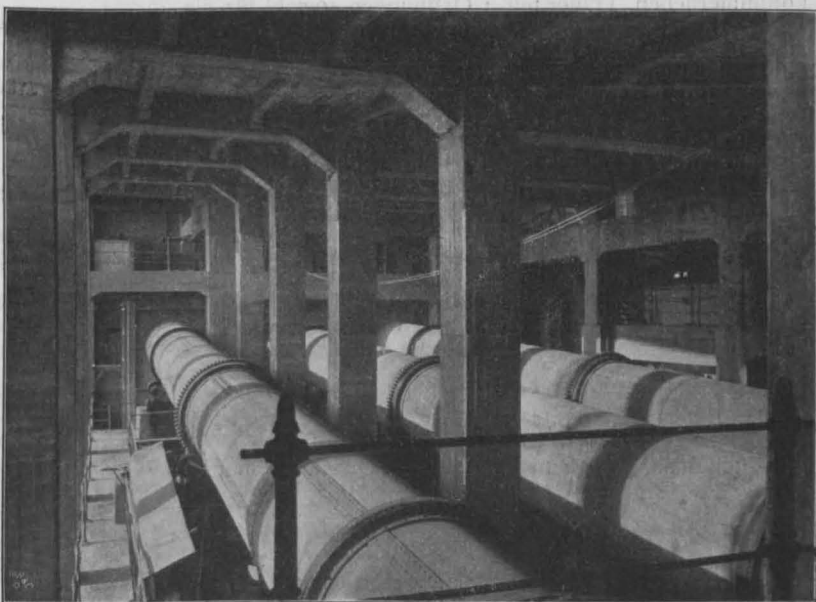
Die Leitsätze für die statische Berechnung haben gegen früher ebenfalls Erweiterungen erfahren. Die Ermittlung der Angriffsmomente hat nach den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln zu geschehen. Als durchgehend dürfen Platten und Balken berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eisen-Einlagen muß unter allen Umständen auch die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig berücksichtigt werden.



Abbildg. 14. Innenansicht der Klinkerhalle (Blick nach Süden).



Abbildg. 12. Dachgeschoß im Mittelschiff des Ofenhauses.



Abbildg. 13. Innenansicht der Ofenhausanlage vom 2. Brennerpodest aus. Zementfabrik für Drehofenbetrieb in Eisenbeton. Text vergl. Nr. 1.

Die letztere Vorschrift ist einer richtigen Armierungsweise sehr förderlich, denn es geht nicht an, daß man in der Feldmitte von den durch die Kontinuität verminderten

Momenten Gebrauch macht, ohne sich gleichzeitig um die negativen Biegungs-Momente an den Stützen zu kümmern. Wenn durchlaufende Träger nicht mit Rücksicht auf Kontinuität armiert werden, dann reißen sie über den Mittelstützen, wie man es bei einem gewissen „System“, das nur ganz kurze Uebergreifungen der abgebogenen Stangen kennt, tatsächlich beobachten kann.

Die Vorschriften in § 14 über die Ermittlung der äußeren Kräfte enthalten aber den in zweifacher Hinsicht sehr bedenklichen Absatz 5:

„Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.“ Der letzte Satz läßt den Schluß zu, daß man bei kleineren Nutzlasten als 1000 kg/qm auf die ungünstigste Lastverteilung keine Rücksicht zu nehmen braucht, daß man also einfach alle Oeffnungen des kontinuierlichen Trägers als gleichzeitig vollbelastet annehmen kann. Diese Annahme würde aber den bisherigen Gepflogenheiten der soliden Eisenbeton-Firmen und auch den allgemeinen für die Berechnung der Konstruktionen des Ingenieurs geltenden Grundsätzen widersprechen, denn die ungünstigste Verteilung der Nutzlasten ist immer denkbar, und so gut man einen Balken mit einer Oeffnung für seine ungünstigste Belastung, das ist die Vollbelastung, berechnet, muß man auch beim kontinuierlichen Träger für die einzelnen Querschnitte ihre ungünstigste Belastung voraussetzen, und dies ist eben für die meisten Querschnitte eine teilweise Belastung. Von einer nennenswerten Mehrarbeit bei der richtigen Berechnung kann kaum gesprochen werden, da ausgerechnete Tabellen von Winkler und von Griot für die Momenten-Grenzwerte in verschiedenen Querschnitten von kontinuierlichen Trägern vorhanden sind.

Nimmt man gleichmäßige Verteilung auf die ganze Länge des durchgehenden Trägers an, so erhält man z. B. folgende Momente:

für 3 gleiche Oeffnungen	für 4 gleiche Oeffnungen
bei 0,4 l $M = + 0,080 gl^2$	bei 0,4 l $M = + 0,077 gl^2$
„ 1,0 l $M = - 0,100 gl^2$	„ 1,0 l $M = - 0,107 gl^2$
„ 1,5 l $M = + 0,025 gl^2$	„ 1,5 l $M = + 0,036 gl^2$

Aehnlich liegen die Verhältnisse für die ungünstigst verteilte Verkehrslast  $p$ , denn die für die Querschnitts-Bemessung maßgebenden Angriffsmomente sind:

für 3 gleiche Oeffnungen	für 4 gleiche Oeffnungen
bei 0,4 l $M = + 0,100 pl^2$	bei 0,4 l $M = + 0,0986 pl^2$
„ 1,0 l $M = - 0,117 pl^2$	„ 1,0 l $M = - 0,1205 pl^2$
„ 1,5 l $M = + 0,075 pl^2$	„ 1,5 l $M = + 0,0804 pl^2$

Aus dem Vergleich dieser Zahlen ersieht man sofort, daß gar kein Grund vorliegt, die in der Rechnung anzunehmende Zahl der Oeffnungen auf drei zu beschränken, wenn in Wirklichkeit der Zusammenhang sich auf eine größere Felderzahl erstreckt, denn die Momente sind, von dem ganz geringen Unterschied bei 0,4 l abgesehen, bei dem kontinuierlichen Träger mit 4 Oeffnungen sowohl für die ständige Belastung  $g$ , als für die ungünstigst verteilte Verkehrsbelastung  $p$  nicht unbedeutend größer als beim durchlaufenden Träger mit 3 Oeffnungen. Durch die Beschränkung auf 3 Felder wird also höchstens eine geringere Sicherheit erzielt, denn die Vorschrift in Absatz 5 kann doch unmöglich so verstanden werden, daß nicht mehr als 3 Felder zusammenhängend ausgeführt werden dürfen. Bei den Deckenplatten wäre dies ja tatsächlich unausführbar.

Wenn bei Nutzlasten, die kleiner als 1000 kg/qm sind, wirklich nur gleichmäßig verteilte Last vorausgesetzt werden soll, so ergeben sich in den Mittelfeldern so kleine Biegemomente, wie sie wohl noch von keinem Eisenbeton-Konstrukteur der Dimensionierung zu Grunde gelegt wurden. Während nämlich der einfache beiderseits vollständig eingespannte Balken in der Mitte ein Biegemoment von  $\frac{gl^2}{24}$  aufweist, erhält man beim durchlaufenden

Träger mit gleichmäßiger Belastung auf die ganze Länge im Mittelfeld das Moment  $\frac{gl^2}{40}$  bzw.  $\frac{gl^2}{28}$ , je nachdem drei

oder vier gleiche Oeffnungen vorhanden sind. Je größer die Zahl der Oeffnungen ist, um so näher kommt das Moment in den Mittelfeldern dem Wert  $\frac{gl^2}{24}$ . Abgesehen da-

von, daß überhaupt mit teilweiser Nutzlast in ungünstiger Stellung zu rechnen wäre, darf auch, wenn nur ständige Last vorhanden ist, nicht mit kleinerem Moment als  $\frac{gl^2}{24}$  in den mittleren Feldern gerechnet werden, da die

nach den „Bestimmungen“ vorauszusetzende freie Auflagerung der Deckenplatten auf den Trägern und der Träger auf den Säulen in Wirklichkeit nicht vorhanden ist. Vielmehr bringen letztere durch den Widerstand, den sie der Deformation der Platte bzw. des Trägers entgegensetzen, das Moment in der Feldmitte dem bei vollständiger Einspannung vorhandenen Wert  $\frac{gl^2}{24}$  näher, sodaß die Momente

$\frac{gl^2}{40}$  bzw.  $\frac{gl^2}{28}$  tatsächlich zu klein sind. Wenn man mit ungünstigst verteilter Nutzlast rechnet, gleicht sich der zu geringe Wert für den Einfluß der ständigen Last  $g$  wieder aus, sodaß man dann durchweg mit den Werten der Tabellen für kontinuierliche Träger rechnen kann.

Auf Grund der angeführten Gesichtspunkte kommen wir zu dem Schluß, daß Absatz 5 § 14 besser weggeblieben wäre und durch eine Bestimmung ersetzt würde, die einen gewissen Minimalwert des Momentes in den Mittelfeldern  $\left(\frac{gl^2}{20} \text{ bis } \frac{gl^2}{24}\right)$  vorsieht, wenn nur ruhende Last in

Betracht kommt. Das wäre um so mehr angezeigt, als die durchlaufenden Eisenbetonbalken nur dann kontinuierlich wirken, wenn ihre Armierung zweckentsprechend ausgebildet ist, sodaß auch bis zu einem gewissen Grade die Geschicklichkeit des Entwerfenden hereinspielt.

Der nächste Absatz 6 bestimmt die rechnungsmäßige Breite der plattenförmigen Druckgurtung bei Plattenbalken zu  $\frac{1}{6}$  der Balkenlänge nach jeder Seite hin. Damit sind auch die Randträger eingeschlossen, während nach der früheren Fassung die ganze Breite zu  $\frac{1}{3}$  der Balkenlänge angegeben war.

Neu ist Absatz 7, der sich mit der Berechnung rings aufliegender Platten befaßt und wohl die Ausführenden sehr wenig befriedigt: Es dürfen nämlich ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten, wenn die Länge kleiner als die  $1\frac{1}{2}$ fache Breite ist, nach

der Formel  $M = \frac{pb^2}{12}$  berechnet werden; dabei sind gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

Wenn es anderseits gestattet ist, die Deckenplatten wie kontinuierliche Träger zu rechnen, wird sich in den ungünstigsten Fällen in den Mittelfeldern kein größeres Moment als  $\frac{pb^2}{12}$  ergeben, es wird daher niemand einfallen, die gleiche Eisenmenge auch noch in der anderen Richtung einzulegen.

Die Formel  $M = \frac{pb^2}{12}$  ist ohne jede Rücksicht auf die in den verschiedenen Lehrbüchern über ringsum frei aufliegende oder eingespannte Platten enthaltenen Formeln angegeben. Nach meiner Ansicht geht man bei quadratischen Platten, die gleichmäßig nach zwei Richtungen armiert werden sollen, vollständig sicher, wenn man für die positiven und negativen Angriffsmomente je die Hälfte derjenigen nimmt, die sich für den nur in einer Richtung durchlaufenden Balken ergeben würden.

Bemerkenswert ist noch der neu hinzugekommene Absatz 8, wonach die rechnungsmäßige sich ergebende Dicke der Platten überall auf mindestens 8 cm zu bringen ist. Wenn hierdurch auch gewisse auf den Wohnhausbau zugeschnittene Deckensysteme in Mitleidenschaft gezogen werden, ist diese Vorschrift doch von gutem Einfluß. —

(Fortsetzung folgt.)

## Vermischtes.

**Strauß'sche Betonpfähle im Vergleich mit anderen.** Neben der Einrammung vorher fertiger und erhärteter Eisenbeton-Pfähle sind bekanntlich bisher 2 amerikanische Verfahren der Raymond- und der Simplex-Betonpfahl-Gesellschaften zur Anwendung gekommen, von denen das letztere auch in Deutschland schon in größerem Maßstabe Benutzung fand (vgl. die „Mitteilungen“ Jahrg. 1907 S. 65 ff.). Bei dem ersteren wird eine über einen dreiteiligen konischen Kern gezogene dünne Stahlhülle mit diesem eingerammt.

Nach Lösung des mittleren, keilförmigen Kernstückes kann dann der ganze Kern leicht herausgezogen werden. Die im Boden verbleibende Eisenhülle wird dann mit Beton ausgestampft. Bei dem Simplex-Verfahren wird dagegen ein in sich steifes Rohr mit einer auseinander klappbaren Spitze, die zunächst geschlossen gehalten wird, eingerammt. Beim Einstampfen von Beton und Anziehen des Rohres öffnet sich dann die Spitze und so wird unter abwechselndem Einstampfen und allmählichem Hochziehen des Rohres nach und nach der ganze vom Rohr bisher eingenommene Raum mit Beton gefüllt. Bei beiden Ver-

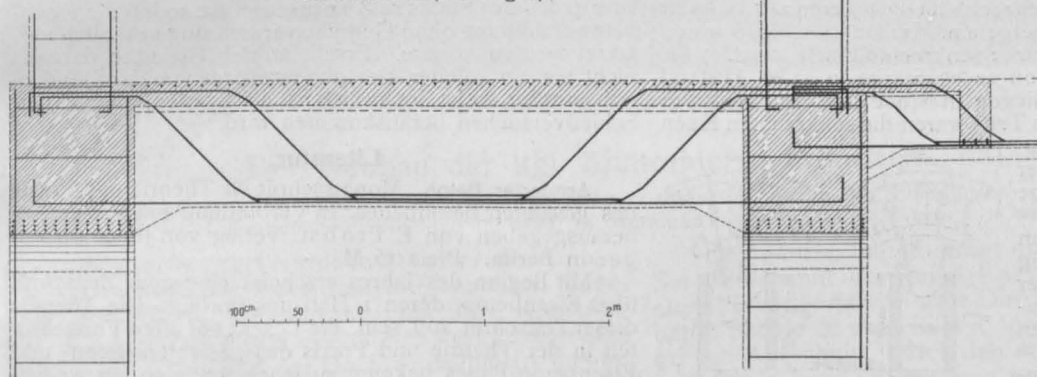


fahren werden, ebenso wie bei dem Einrammen von Betonpfählen, schwere Rammen erforderlich, wenn auch bei dem Einrammen der Eisenhülle natürlich eine geringere Reibung zu überwinden ist, als beim Eisenbeton-Pfahl. Beide Verfahren besitzen dafür aber auch dieselben Vorteile wie letzterer, d. h. unmittelbares Erreichen des festen Baugrundes durch Rammarbeit, starke Verdichtung des Bodens um den Pfahl und dadurch hohe Tragfähigkeit. Ein Vorteil gegenüber dem eingerammten Eisenbetonpfahl ist die Ersparung des Apparates für die Einförmung der Pfähle und des Zeitverlustes für deren Einförmung und Erhärtung, welche letzterer allerdings nicht immer in Betracht kommt. Andererseits dürfte die Einrammung des Eisenbetonpfahles, wenn es sich nicht um sehr schweren Boden handelt, rascher vor sich gehen, als die Herstellung eines Pfahles nach den beiden anderen Verfahren, ferner wird im eingeförmten Eisenbetonpfahl eine hohe Festigkeit des Betons und eine richtige Lage der Eisen-Einlagen mit größerer Leichtigkeit und Sicherheit zu erzielen sein, wie bei den am Ort eingestampften Pfählen. Das Simplex-Verfahren dürfte dem Raymond-Verfahren durch die größere Einfachheit, die stete Wiedergewinnung der Pfahlform und auch durch größere Tragfähigkeit überlegen sein, wo es darauf ankommt, auch die Oberflächenreibung der Pfähle im Erdboden für diese auszunutzen. —

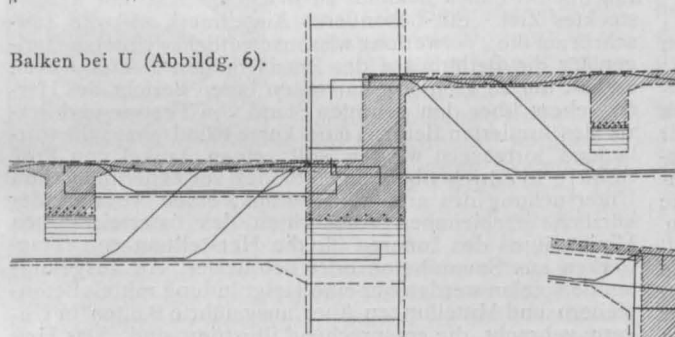
Die Raymond-Gesellschaft hat dann noch ein weiteres Verfahren ausgebildet, bei dem sie ein teleskopartiges Rohr benutzt, das auf einer mit Spülrohr versehenen Spitze aufruhrt, mit dieser bis zur verlangten Tiefe

Rohrende heraus in das umgebende Erdreich ein, an weichen Bodenstellen kräftige Wülste bildend, sodaß auf diese Weise wieder eine sehr bedeutende Reibung und hohe Tragfähigkeit erzielt wird. Der Verbrauch an Beton ist dabei natürlich größer, als dem Rohrquerschnitt entspricht, und wohl auch etwas größer als beim Simplex-Verfahren, da hier die vorherige Zusammenpressung der Loch-Wandungen fortfällt. Es nähert sich damit das neue Verfahren dem Dulac'schen, bei welchem unter Verzichtleistung auf die Anwendung eines die Pfahlform bestimmenden Rohres lediglich durch ein zugespitztes Fallgewicht ein der Pfahllänge entsprechendes Loch in den Boden geschlagen wird, dessen Wände durch die Kompression des Bodens soviel Standfestigkeit erhalten, daß das Loch mit Beton ausgestampft werden kann. Dieses Verfahren bietet aber kaum die volle Sicherheit wie die vorher beschriebenen und erfordert jedenfalls den höchsten Be-

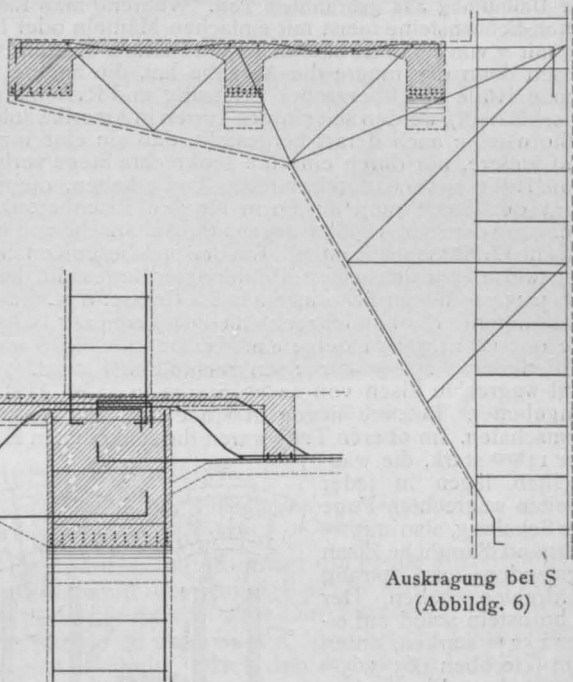
Balken bei T (Abbildg. 6).



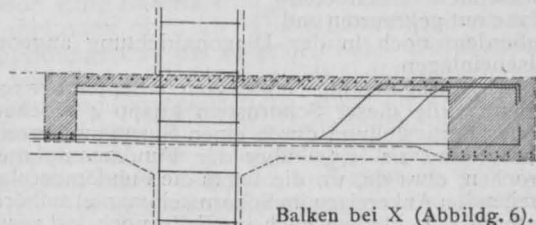
Balken bei U (Abbildg. 6).



Auskragung bei S (Abbildg. 6)



Balken bei X (Abbildg. 6).

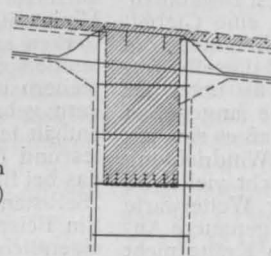


Abbildg. 11. Einzelheiten der Eisenbeton-Konstruktion des Ofenhauses. (Vergl. Abbildgn. 5 und 6 in Nr. 1.)

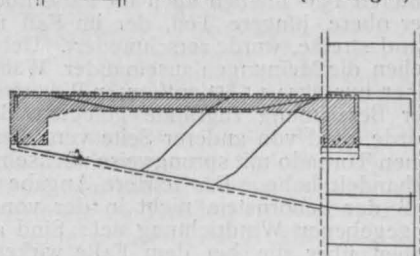
#### Zementfabrik für Drehofenbetrieb in Eisenbeton.

(Text vergleiche in Nr. 1.)

Dachbalken bei W (Abbildg. 5).



Kragbalken bei V (Abbildg. 5).



einspült und dann mit Beton füllt. Auch hier geht die Eisenhülle verloren, und natürlich kann bei der Einspülung nicht dieselbe Tragfähigkeit erreicht werden, wie bei der Einrammung bis zum festen Baugrund.

Ein neues, sehr einfaches Verfahren, das die Kosten des Rammens erspart und doch eine hohe Tragfähigkeit sichert, ist nun das auch in Deutschland patentierte des russischen Ingenieurs Strauß, dessen Ausführungsrecht für Deutschland neuerdings durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. erworben ist. Es wird dabei zunächst ein unten offenes eisernes Rohr in der üblichen Weise wie ein Brunnenrohr durch Abbohren bis zur gewünschten Tiefe abgesenkt, dann in der gleichen Weise wie bei den vorher erwähnten Pfählen mittels zylindrischer, mit automatisch sich öffnender Bodenklappe ausgerüsteter Betonkasten schrittweise gefüllt. Der Beton wird dabei wie vorher unter allmählichem Hochziehen des Rohres in Lagen eingestampft. Er preßt sich dabei auch seitlich am

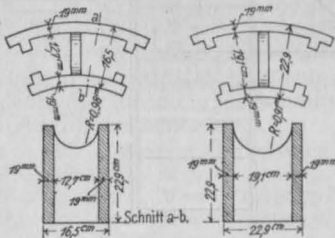
ton-Verbrauch, der den ursprünglichen Lochquerschnitt wohl bis zum mehrfachen überschreiten kann. Das Straußsche Verfahren ist auch für den Fall anwendbar, daß die Pfähle bis ins Grundwasser reichen. In diesem Falle ist nach Absenkung des Rohres bis zur gewünschten Tiefe zunächst ein unterer Verschuß herzustellen durch Einbringung eines mit Zementmörtel gefüllten Sackes, in den dann noch Steine eingestampft werden. Dann ist eine Trockenlegung des Rohres und eine Fortsetzung der Arbeit in der vorherbeschriebenen Weise möglich. Es ist dabei allerdings ein besonders scharfes Ineinandergreifen des abwechselnden Einstampfens des Betons und des Hochziehen des Rohres erforderlich, damit nicht am Rohrende zuviel Wasser eintritt. Dem Nachteil eines geringen Eindringens von Wasser ist durch möglichst trocken eingebrachten Beton zu begegnen.

Das Verfahren ist von der Firma in Süddeutschland bereits in größerem Maßstabe mit Erfolg verwendet worden.



Es bietet den Vorteil der Billigkeit bei schnellster Ausführung, da mit Rücksicht auf den Fortfall kostspieliger Maschinen an vielen Stellen des Baues gleichzeitig gearbeitet werden kann. Auch daß die Ausführung ohne Erschütterungen vor sich geht, ist in vielen Fällen ein Vorteil und ermöglicht die Anwendung auch in unmittelbarer Nähe baufälliger Gebäude. Ebenso ist es von Vorteil, daß sich Hindernisse, auf welche das Rohr trifft, leicht beseitigen lassen, und schließlich auch der Umstand, daß man beim Abbohren der Rohre ein vollständig klares Bild von den Untergrundverhältnissen gewinnen kann. — Der Ingenieur hat also jetzt bei der Anwendung von Betonpfählen eine reiche Auswahl der Herstellungsmöglichkeit. Alle führen zum Ziele. Ob das eine oder das andere als das Vorteilhafteste zu bezeichnen ist, wird je nach den Umständen nur von Fall zu Fall zu entscheiden sein. —

**Eisenbeton-Schornsteine mit gleichzeitig als Form dienender Umhüllung aus gebranntem Ton.** Während man Eisenbeton-Schornsteine meist mit einfachen Mänteln oder besser mit 2 von einander unabhängigen Mänteln herstellt, von denen dann der innere die Aufgabe hat, die äußere tragende Hülle vor übergroßer Erhitzung und Rissebildung zu schützen\*), werden seit einigen Jahren in Amerika solche Schornsteine auch derart hergestellt, daß sie eine innere und äußere, nur durch einzelne senkrechte Stege verbundene Hülle aus scharf gebranntem Ton erhalten, die während der Ausführung als Form für den Eisenbetonkern dient und denselben später gegen atmosphärische und chemische Einflüsse schützen soll. Ein Beispiel dieser Konstruktionsweise ist in den beiden Abbildungen dargestellt, die für einen 45,7 m hohen Schornstein in La Crosse, Wis., die Abmessungen der Tonhüllen rechts für die unteren 24,4, links für die oberen 21,3 m wiedergeben. Im unteren Teile waren in den Beton 25 mm starke senkrechte Eisen in rd. 27 cm, und wagrechte Eisen von 12 mm Stärke in 23 cm Abstand eingebettet. Letztere liegen in Höhe der Stoßfugen der Tonschalen. Im oberen Teile waren die senkrechten Eisen nur 12 mm stark, die wagrechten lagen in jeder zweiten wagrechten Fuge der Schalung, also in 45 cm Abstand. Sämtliche Eisen bestanden aus spiralig verdrehten Stäben. Der Schornstein stand auf einer 1,52 m starken, unten 6,10-6,10, oben 3,65-3,65 m messenden Eisenbetonplatte mit gekreuzten und außerdem noch in der Diagonalrichtung angeordneten Eiseneinlagen.



Wie „Engineering News“ vom 3. September 1907 mitteilen, wurde dieser Schornstein knapp 4 Wochen nach seiner Fertigstellung durch einen Sturm umgeworfen. Er wurde etwa 1,2—1,5 m über der Fundamentplatte abgebrochen, etwa da, wo die tief in die Fundamentplatte eingreifenden Ankereisen im Schornsteinmantel aufhören. Die unteren 15 m blieben auch im Falle noch fest zusammen, der obere, jüngere Teil, der im Falle noch eine Giebelwand streifte, wurde zerschmettert. Ueber die Windstärke gehen die Meinungen auseinander. Während dieselbe von einer nur etwa 1,5 km entfernten Wetterwarte als unter der der Berechnung zugrunde gelegten Grenze angegeben wurde, wird von anderer Seite versichert, daß es sich um einen Tornado mit sprunghaft wechselnder Windrichtung gehandelt habe. Für letztere Angabe spricht vielleicht, daß der Schornstein nicht in der von der Wetterwarte angegebenen Windrichtung fiel. Sind also genauere Angaben über die bei dem Falle wirkenden Kräfte nicht zu machen, so scheint doch aus dem Befunde hervorzugehen, daß nicht sowohl ein Zerdrücken des noch nicht genügend erhärteten Betons (1 Portland-Zement auf 3 reinen Flußkies), als ein Herausreißen der Eisen aus dem Beton an der Zugseite stattgefunden hat. Es sei bemerkt, daß die Stöße der lotrechten Eisen lediglich durch Uebergreifen derselben, nicht durch eine sonstige Verbindung hergestellt waren, und daß auch zwischen den lotrechten und wagrechten Eisen keine Verbindung bestand. Der Fall mahnt jedenfalls zur Vorsicht in bezug auf die Stöße der senkrechten Eisen. Lange Ueberdeckung, unter Umständen mechanische Verbindung dürfte sich empfehlen, damit auch bei noch jungem Beton, wenn die Haftfestigkeit noch nicht genügend ausgebildet ist, außergewöhnliche Kräfte noch mit Sicherheit aufgenommen werden können.

Im übrigen kann der geschilderten Ausbildungsweise eines Schornsteines, abgesehen von der Erleichterung der

Herstellung, kein Vorzug vor den einheitlich in Eisenbeton und mit Doppelmantel ausgeführten Schornsteinen zuerkannt werden, um so mehr, als ein Bedürfnis für eine Ummantelung des Betons als Schutz gegen chemische Einflüsse sich doch nur in ganz besonderen Fällen als nötig erweisen dürfte. —

**Eisenbeton als Ersatz für Panzerplatten bei Kriegsschiffen.** Den Italienern gebührt das Verdienst, den Eisenbeton zum Bau kleinerer Schiffe und Prahme zuerst praktisch verwertet zu haben. (Vergl. „Mitteilungen“, S. 84 Jahrg. 1907.) Jetzt geht die Nachricht durch die Tagespresse, daß der italienische Ingenieur Lorenzo d'Adda in Genua im Verein der Schiffingenieure die Anwendung des Eisenbetons als Ersatz von Panzerplatten bei Kriegsschiffen empfohlen habe. Nach Mitteilung der „Neuen freien Presse“ soll der Marineminister Schießversuche in Muggiano angeordnet haben auf Eisenbetonwände, die nach dem Vorschlage d'Addas konstruiert und auf beiden Seiten nur durch eine dünne Stahlplatte gedeckt sind. Der Erfinder rechnet angeblich für ein Linienschiff eine Ersparnis von 8 Mill. M. heraus, wenn die Krupp'schen Panzerplatten durch seine Konstruktion in Eisenbeton ersetzt werden. Die außerordentliche Widerstandsfähigkeit eines zähen Betons von entsprechender Zusammensetzung gegen Schußwirkung, namentlich, wenn die Oberfläche gegen die unmittelbare Stoßwirkung geschützt wird, ist durch den Festungsbau ja zur Genüge erwiesen. d'Adda will dann im russisch-japanischen Kriege weitere Beobachtungen gemacht haben, die ihn zu seinem Vorschlage führten. Abgesehen von der Frage der Kosten ist dabei auch der Umstand von Bedeutung, daß das spezifische Gewicht des Eisenbetons nur zu 2,4, das des Stahls zu 8 anzusetzen ist, sodaß die Eisenbetonumhüllung ohne Gewichtszunahme erheblich verstärkt werden könnte. Erscheint der Gedanke darnach nicht als ein solcher, der ohne weiteres von der Hand zu weisen wäre, so ist doch zunächst abzuwarten, was bei den Schießversuchen herauskommen wird. —

#### Literatur.

**Armierter Beton.** Monatsschrift für Theorie und Praxis des gesamten Betonbaues. In Verbindung mit Fachleuten herausgegeben von E. Probst. Verlag von Julius Springer in Berlin. Preis 16 M. —

Mit Beginn des Jahres erscheint eine neue Zeitschrift über Eisenbeton, deren 1. Heft uns vorliegt. Die Aufgabe dieser Zeitschrift soll sein, die Leser „mit allen Fortschritten in der Theorie und Praxis des gesamten Beton- und Eisenbeton-Baues bekannt zu machen“, also ein weitgestecktes Ziel. Ein besonderes Augenmerk will die Zeitschrift auf die „Verwertung wissenschaftlicher Untersuchungen für die Bedürfnisse der Praxis richten“. Das 1. Heft enthält auf 28 kleinen Quartseiten einen Bericht des Herausgebers über den heutigen Stand von Theorie und Praxis des armierten Betons, eine kurze Rundschau, die fortlaufend fortgesetzt werden soll; einen Artikel von Prof. Schüle in Zürich über die Methoden zur experimentellen Untersuchung des armierten Betons; einen Abdruck der kürzlich erschienenen Vorschriften des österreichischen Ministeriums des Inneren für die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen. An ausgeführten Beispielen werden nur eine Tiefgründung mittels Betonpfeilern und Mitteilungen über ausgeführte Bauten in Ungarn gebracht, die entsprechend illustriert sind. Das Heft enthält ferner kurze Mitteilungen über Patente, Vermischtes und Bücher-Anzeigen. Außerdem will die Zeitschrift das bei Büchern schon angewendete Prinzip der sachlichen „Selbstanzeige“ auch auf das praktische Gebiet übertragen. Ein Beispiel ist im 1. Heft aufgenommen. Außerhalb des eigentlichen Rahmens der Zeitschrift liegt ein Artikel von Prof. Förster in Dresden, der Betrachtungen über den Studiengang der Bauingenieure an den preussischen technischen Hochschulen enthält. Es ist die Absicht des Herausgebers, ähnlichen, das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens berührenden Fragen dauernd einen Platz in der Zeitschrift zu gewähren. Der Inhalt des 1. Heftes ist hiernach so reichhaltig, daß naturgemäß auf die einzelnen Artikel nur ein beschränkter Raum entfällt. Bei weiterem Ausbau der Zeitschrift wird eine so vielseitige Teilung in jedem Hefte daher kaum durchführbar sein. Im übrigen verspricht die neue Zeitschrift, eine wertvolle Ergänzung der schon auf diesem Gebiete vorhandenen Veröffentlichungen zu werden. —

**Inhalt:** Der Neubau der kgl. Anatomie in München. (Fortsetzung) — Ueber die Vorschriften für Eisenbetonbauten. — Zementfabrik für Dreh-Ofenbetrieb in Eisenbeton (Abbildgn.) — Vermischtes. — Literatur. —

Hierzu eine Bildbeilage: Der Neubau der kgl. Anatomie in München. Blick in den Präpariersaal.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich Fritz Eiselen, Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber, Berlin.

\*) Vergl. z. B. Deutsche Bauzeitung, Jahrg. 1903, S. 263 und „Mitteilungen“ Jahrg. 1906, S. 25.